

# Bewertung der Restlebensdauer von Spannbetonbrücken durch Koppelfugenmonitoring an Praxisbeispielen

Dr.-Ing. Dirk Sperling  
Dipl.-Ing. Hauke Schmidt  
EHS beratende Ingenieure für Bauwesen GmbH

*Bei abschnittsweise hergestellten Spannbetonbrücken älterer Bauart kann es unter bestimmten Voraussetzungen zum Aufreißen der Koppelfugen und in der Folge zu Ermüdungsbrüchen der Koppelanker der Spannglieder kommen. Der rechnerische Nachweis der Ermüdungsfestigkeit allein auf Basis von Normwerten führt oftmals zu einem Negativbefund, der durch das tatsächliche Tragverhalten widerlegt wird. Daher ist es sinnvoll, die rechnerische Nachweisführung auf Grundlage von am Bauwerk ermittelten Messwerten zu führen.*

*In sectional constructed prestressed concrete bridges of an older design, it may come to a cracking of the construction joints under certain conditions and subsequently fatigue fractures of the coupling anchors of the tendons are possible. The proof of the fatigue strength alone on the basis of standard values often leads to a negative result, which is disproved by the actual bearing behavior. For this reason, it is useful to carry out the computational verification on the basis of measured values determined on the structure.*

## 1 Die Koppelfugenproblematik

### 1.1 Einführung

Die Spannbetonbauweise ist die in Deutschland am häufigsten angewandte Brückenbauweise. Allein bei Fernstraßen (Bundesautobahnen und Bundesstraßen) liegt der Anteil der Spannbetonbrücken, bezogen auf die Brückenfläche, bei ca. 70% [1].

Als Erfinder des Spannbetons gilt *Eugene Freyssinet* (1879 bis 1962). Im Jahr 1928 meldete *Freyssinet* das erste und grundlegende Patent für den Spannbeton an („Spannbeton mit sofortigem Verbund“). Bis 1939 folgten weitere Patente in Zusammenhang mit der Spannbetonbauweise, insbesondere zur Vorspannung mit nachträglichem Verbund.

Das Grundprinzip der Vorspannung mit nachträglichem Verbund besteht darin, dass die zur Aufnahme der (Biege-)Zugspannungen notwendigen Stahlzugglieder („Spannkabel“) in einbetonierte Hüllrohre eingelegt werden und nach dem Erhärten des Betons mittels Pressen, die sich gegen den Beton abstützen, angespannt und anschließend verpresst werden. Den Zugkräften im Stahl stehen nun gleich große Druckkräfte im Beton gegenüber, die dazu führen sollen, dass der Beton nahezu frei von Rissen bleibt. Bereits *Freyssinet* erkannte, dass die Langzeitverformungen des Betons („Kriechen“ und „Schwinden“) zu einer Verminderung der Vorspannung führen und daher zur Sicherstellung einer wirksamen Vorspannung Stähle mit hoher Zugfestigkeit erforderlich sind. Die erste weitgespannte Brücke mit nachträglicher Vorspannung wurde nach einem Entwurf von *Freyssinet* mit einer Spannweite von 55 m über die Marne bei Luzancy realisiert. Der Bau begann 1941 und konnte erst 1946 nach dem Zweiten Weltkrieg fertiggestellt werden.



Bild 1 (links): Ponte de Luzancy im gegenwärtigen Zustand (Quelle:

<https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=27861490>)

Bild 2 (rechts): Ponte de Luzancy während der Herstellung (Quelle: <http://photos.planete-tp-plus.com>).

In Deutschland entwickelte sich kriegsbedingt die Spannbetonweise nur sehr langsam. Erst nach Behebung der Materialengpässe bei hochwertigen Stählen und Zementen nach der Wiederaufbauphase, konnte die Spannbetonbrückenbauweise hierzulande ihren Siegeszug antreten.

Als wirtschaftliche Bauweisen zur Herstellung mehrfeldriger Spannbetonbrücken haben sich verschiedene Vorbauverfahren entwickelt, bei denen die Brücken abschnittsweise z.B. im Vorschub, Freivorbau oder mittels Verwendung von Vorschubgerüsten hergestellt werden. Bei allen Verfahren entstehen Arbeitsfugen zwischen den einzelnen Bauabschnitten, die sich am einfachsten herstellen lassen, wenn die Spannglieder hier zunächst verankert, gespannt und verpresst werden, bevor der nächste Bauabschnitt hergestellt wird. Im nächsten Bauabschnitt werden die Ankerkonstruktion der Spannglieder an die vorhandenen Festanker (hier: Koppelanker) geschraubt. Mit dem Vorspannen der Spannglieder werden die in der Koppelfuge angeordneten Verankerungen weitgehend entlastet, jedoch der Verbund der bereits verpressten Spannglieder im Verankerungsbereich beansprucht.

Die Spannglieder werden in Brückenlängsrichtung üblicherweise nicht geradlinig, sondern affin zum Verlauf der Biegemomente geführt, d.h. sie verlaufen über den Stützen am oberen und in den Feldmitten am unteren Querschnittsrand. In den Momentennullpunkten, wo die Beanspruchungen der Spannglieder am geringsten sind, kreuzen sie die Schwerachse. Hier werden sinnvollerweise die Koppelfugen angeordnet, wobei die einzelnen Koppelanker über die Höhe bei gleichzeitiger Einhaltung der notwendigen Mindestabstände verteilt werden.

Bild 3 zeigt schematisch die Spanngliederführung in einer Koppelfuge, bei der alle Spannglieder gekoppelt sind („Vollstoß“). In Bild 4 ist die Ausführung einer Koppelstelle bei einer älteren Spannbetonbrücke mit „Vollstoß“ aller Spannglieder abgebildet.

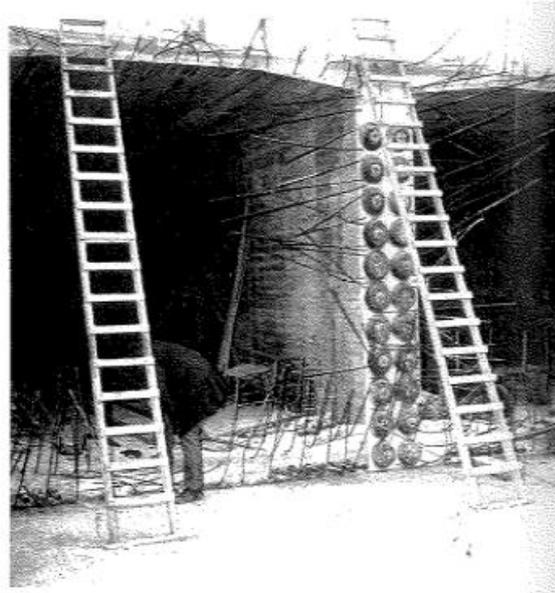
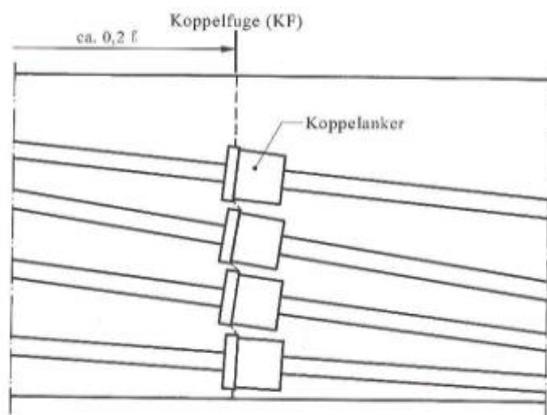


Bild 3: Spanngliedführung in einer Koppelfuge (aus [2])

Bild 4: Ausbildung einer Koppelfuge an einer älteren Hohlkastenbrücke (aus [2])

## 1.2 Schäden an Koppelfugenquerschnitten

An den vielen der in den 1950 bis 1970-iger Jahren abschnittsweise hergestellten Spannbetonbrücken traten Rissbildungen im Bereich der Koppelfugen auf, die Anlass zu einer umfangreichen bundesweiten Schadenserfassung gaben. Die Auswertung der Schadensbilder zeigte charakteristische Rissverläufe im Bereich der Koppelfugen:

- Risse im anbetonierten Abschnitt etwa senkrecht zur Koppelfuge,

Schrägrisse in den Stegen zwischen den überdrückten und dem spannungsfreien Bereich und

Risse in Koppelfugen selbst, also senkrecht zur Brückenachse.

Die letztgenannten Risse, welche auch die Koppelanker kreuzten, wiesen zum Teil erhebliche Rissbreiten auf und stellten somit eine Gefährdung der Dauerhaftigkeit der Konstruktion dar. In einem Fall (Hochstraße Prinzenallee in Düsseldorf) wurde eine Zunahme der Rissbreite unter dem laufenden Verkehr bis zu einer Rissweite von 10 mm festgestellt. Nähere Untersuchungen dieses Bauwerks ergaben, dass in vier Koppelfugen jeweils fünf Spannglieder sowie die untere Lage der Betonstahlbewehrung infolge von Ermüdungsbeanspruchung durchgerissen waren [3].

Nach diesem Schadensfall wurden an allen Spannbetonbrücken mit Koppelfugen im Geschäftsbereich des Bundesverkehrsministeriums vertiefte Untersuchungen, z.T. mit Dauermessungen, durchgeführt. Außerdem wurden die Bemessungsregeln für Spanverfahren mit Koppelfugen sofort dahingehend geändert, dass mindestens 30% der Spannglieder ungestoßen (also ohne Koppelanker) durch die Fuge geführt werden müssen und eine deutlich erhöhte, die Fuge kreuzende Mindestbewehrung einzubauen ist.

## 1.3 Vermutete Schadensursachen

Koppelfugen stellen generell Schwachstellen eines Tragwerks dar. In den Arbeitsfugen ist die Betonzugfestigkeit herstellungsbedingt gering, d.h. es kommt gegenüber den ungestörten Bauwerksbereichen bereits bei geringeren Beanspruchungen zu Rissbildungen. Zudem führt das abschnittsweise Vorspannen durch die Belastung am freien Bauteilrand und die folgende Entlastung im Inneren des Bauteils durch den Vorspannvorgang des nächsten Bauabschnitts zu nichtlinearen Spannungsverteilungen und ggf. sogar zu Zugspannungen im Betonquerschnitt („Mehlhorn-Effekt“). Abhängig von der konstruktiven Gestaltung der Kopplungen sind ferner die Spannkraftverluste infolge Schwinden und Kriechen lokal deutlich erhöht, die Druckspannungen fallen also im Vergleich zu den übrigen Bereichen ab. Weiterhin werden die Kopplungen zumeist in den sogenannten Momentennullpunkten angeordnet, also in den Bereichen, die planmäßig aus ständigen Lasten keine bzw. nur sehr geringe Biegebeanspruchungen aufweisen. Allerdings können auch in diesen Bereichen bspw. infolge Zwangsbeanspruchung aus Temperatur und Stützensenkung, Systemumlagerungen bei feldweisem Vorbau oder Streuungen des Eigengewichts erhebliche außerplanmäßige Biegemomente wirken.

Als Konsequenz der vielen Einflussparameter ist der rechnerische Spannungszustand an Koppelfugenquerschnitten nur sehr schwer zu erfassen und mit entsprechenden Ungenauigkeiten behaftet.

#### **1.4 Rechnerische Nachweisführung**

Zur systematischen Nachrechnung und Beurteilung der älteren Spannbetonbrücken mit Koppelfugen wurde von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) im Jahr 1998 die „Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten“ ([4]) herausgegeben und zur bundeseinheitlichen Anwendung empfohlen. Sie sieht ein dreistufiges Nachweiskonzept mit wachsender Rechengenauigkeit vor.

Auch die Nachrechnungsrichtlinie [5] fordert einen Nachweis der Ermüdungsfestigkeit von Koppelfugen. Der Nachweis ist in Stufe 1 auf Basis von schädigungsäquivalenten Schwingbreiten oder in Stufe 2 durch eine direkte Berechnung der Schädigung unter Berücksichtigung von realitätsnahen Verkehrslasten und Auftretenswahrscheinlichkeiten von Temperaturbeanspruchungen zu erbringen.

Da den Nachweisformaten aufgrund der zahlreichen rechnerischen Unsicherheiten entsprechend konservative allgemeingültige Annahmen zu Grunde liegen, gelingt der Ermüdungsnachweis der Spanngliedkopplungen bei älteren Brücken mit 100 % gekoppelten Spanngliedern in den meisten Fällen nicht.

Sowohl für den Nachweis nach [4] als auch nach [5] ist die Kenntnis der auftretenden Spannungsschwingbreiten und insbesondere deren Auftretenshäufigkeit erforderlich. So erzeugt die Überfahrt eines schweren Sondertransports zwar möglicherweise eine sehr große Spannungsamplitude, ermüdungsrelevant ist sie aber aufgrund des nur vereinzelt Auftretens nicht. Der Zusammenhang zwischen den Spannstahtspannungen und den einwirkenden Biegemomenten ist bei Spannbetonbauteilen nichtlinear (s. Bild 5). Ist der Koppelfugenquerschnitt durch die Vorspannung vollständig überdrückt, befindet sich also im ungerissenen Zustand I, sind die Schwingbreiten vernachlässigbar gering. Übersteigt die Beanspruchung das sogenannte Dekompressionsmoment  $M_D$ , also geht der Querschnitt in den gerissenen Zustand II über, so steigen die Spannungen und Schwingbreiten überproportional an und werden so ermüdungsrelevant. Es wird deutlich, dass neben der

Beanspruchung aus Verkehr insbesondere die Höhe des Grundmoments  $M_0$  infolge Eigengewicht, Vorspannung, Temperatur und Setzungen einen wesentlichen Einfluss auf die Spannungsamplituden und damit auch auf die Ermüdungssicherheit von Spannstählen und ihrer Kopplungen hat (s. Bild 6). Bei älteren Brücken kann man davon ausgehen, dass bereits alle zeitabhängigen Schnittgrößenumlagerungen weitestgehend abgeschlossen sind, so dass Änderungen im Grundmoment alleine durch die Temperaturbeanspruchung hervorgerufen werden.

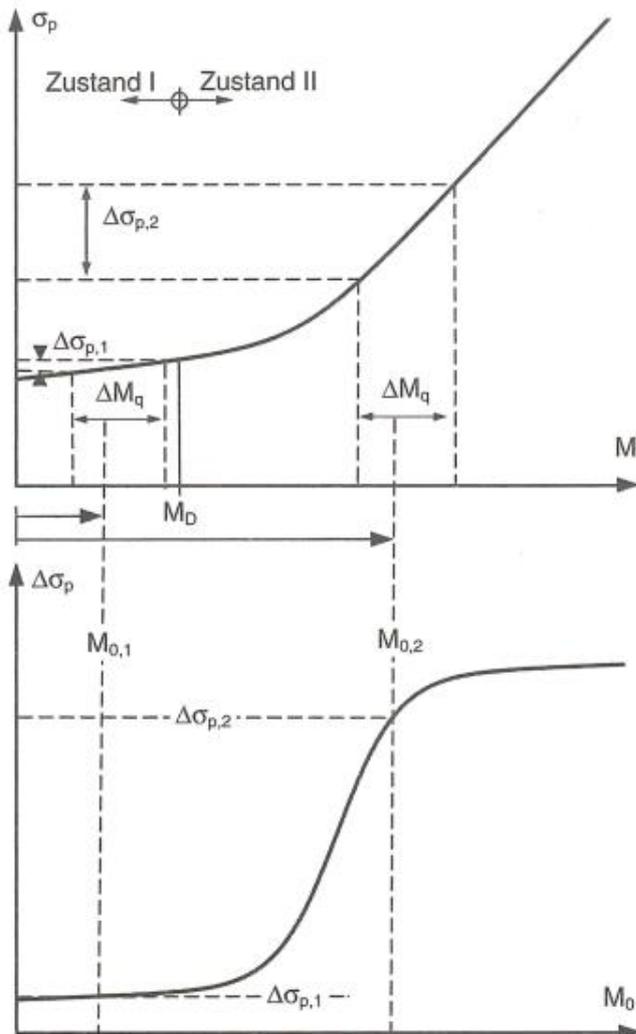


Bild 5 (oben): Zusammenhang zwischen einwirkendem Moment und Spannung (aus [6])

Bild 6 (unten): Zusammenhang zwischen Grundmoment und Spannungsschwingbreite (aus [6])

## 2 Koppelfugenmonitoring

Wie erläutert sind lediglich die Schwingspiele bei einer gerissenen Koppelfuge ermüdungsrelevant. Das primäre Ziel der Messaufgabe ist es demnach festzustellen, in welchen Zeiträumen die Fugen geöffnet sind und wie viele Schwerverkehrsüberfahrten in diesen Zeiträumen stattgefunden haben.

Ob eine Fuge tatsächlich geöffnet ist, lässt sich über eine Doppelmessung feststellen. Dabei werden Wegaufnehmer direkt über die Koppelfuge appliziert und mit Wegaufnehmern aus einem unmittelbar danebenliegenden ungerissenen Bereich verglichen. Bei einer geöffneten Koppelfuge sind die Messwerte um ein vielfaches höher als in den ungerissenen Bereichen (siehe Bild 7 und 8).

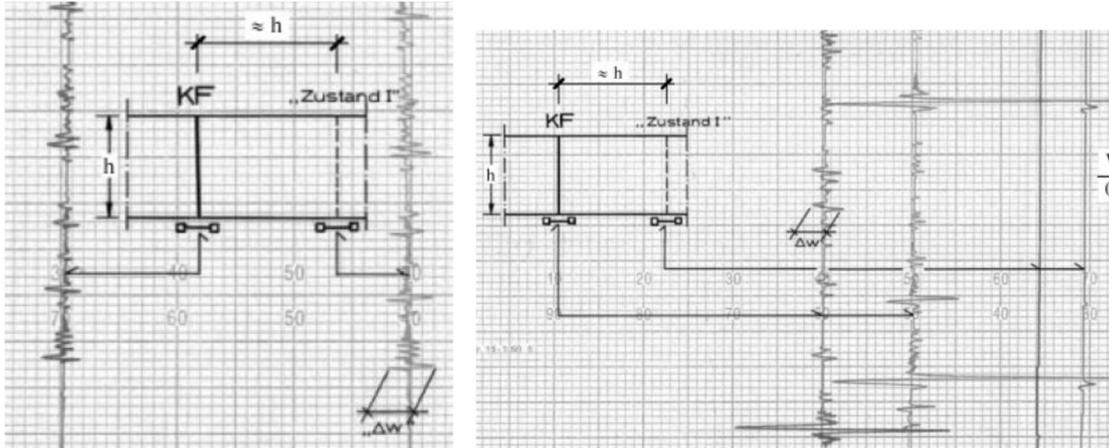


Bild 7 (links): Beispiel Doppelmessung geschlossene Koppelfuge (entnommen [2])

Bild 8 (rechts): Beispiel Doppelmessung geöffnete Koppelfuge (entnommen [2])

Wird eine Koppelfugenöffnung über längere Zeiträume festgestellt, ist das erweiterte Ziel eine genauere Quantifizierung des mit konservativen Annahmen berechneten Grundmoments der Beanspruchung. Zur Ermittlung des tatsächlichen Grundmoments wird für jede Messperiode die maximale Rissdoppelamplitude mit dem zugehörigen rechnerischen Grundmoment infolge des Temperaturgradienten  $\Delta T$  in einem Diagramm grafisch dargestellt (siehe Bild 9). Zusätzlich wird die rechnerisch ermittelte Schwingbreite, die sich infolge ermüdungswirksamer Verkehrsbelastung ergibt mit einer separaten Ordinate eingetragen. Der Bezug zwischen den beiden Ordinaten des Diagramms ist dabei abzuschätzen, da der lineare Zusammenhang zwischen rechnerischer Schwingbreite und messtechnisch erfasster Rissdoppelamplitude nicht exakt skaliert werden kann.

Die Abweichung des tatsächlichen Grundmoments vom rechnerischen Grundmoment entspricht dem horizontalen Versatz der beiden Kurven (siehe Bild 10)

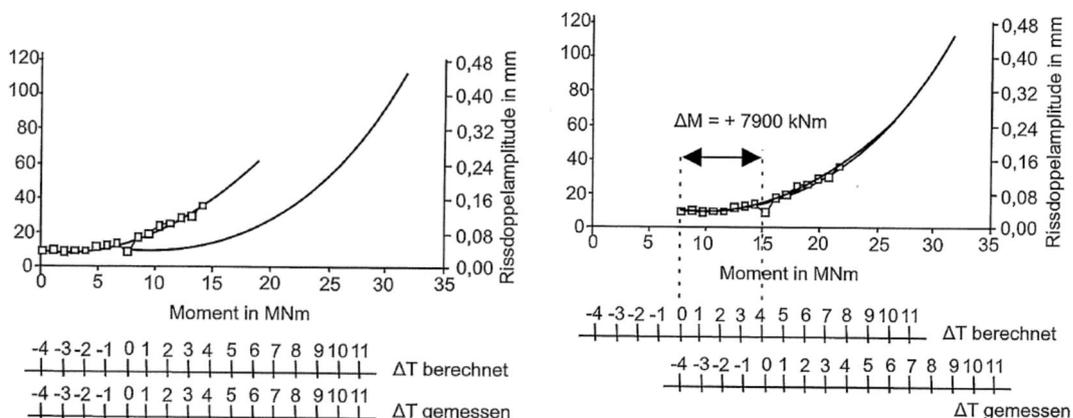


Bild 9 (links): Rechnerische Schwingbreite und Rissdoppelamplitude abhängig vom Grundmoment (entnommen [7])

Bild 10 (rechts): Grafische Bestimmung des tatsächlichen Dekompressionspunkts  $M_D$  (entnommen [7])

### 3 Praxisbeispiele

#### 3.1 Beispiel 1: Hochstraße Göttinger Straße in Hannover

Die insgesamt 177 m lange Trägerrostbrücke wurde 1968 in 7 Bauabschnitten mit Einzelstützweiten von maximal 27,40 m errichtet. In den 6 Bauabschnittsfugen sind die Längsspannglieder entsprechend der damaligen Vorgehensweise voll gekoppelt (100%-Stoß). Die Nachrechnung gemäß Nachrechnungsrichtlinie [5] des BMBVS ergab bei den Nachweisen der Ermüdungsfestigkeit der Spanngliedkopplungen erhebliche Defizite, so dass zur Überwachung an zwei Fugen eine Monitoring-Anlage bestehend aus insgesamt 22 Temperatursensoren und 16 Wegaufnehmern installiert wurde. Zur Kalibrierung der Messanlage wurde zudem ein Belastungsversuch mit 2 Kränen (60 to + 40 to) durchgeführt.

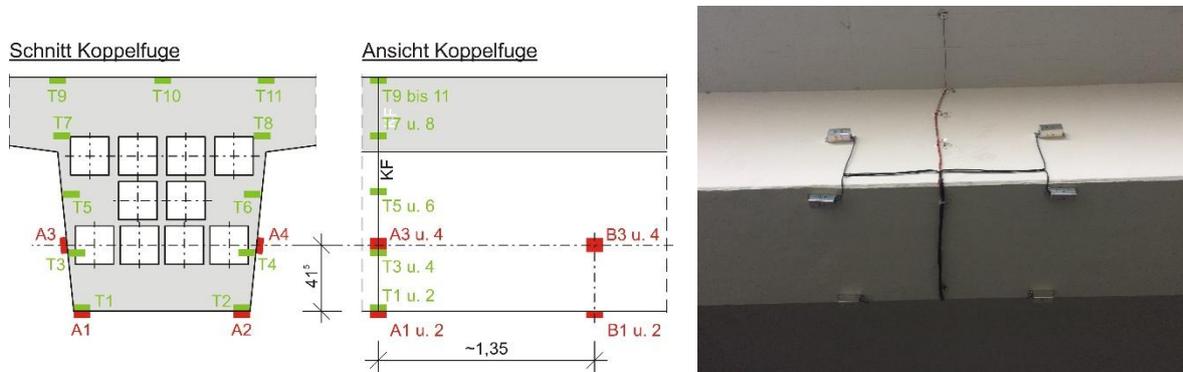


Bild 11 (links): Anordnung Messstellen: schematische Darstellung

Bild 12 (rechts): Anordnung Messstellen



Bild 13 (links): Belastungsversuch Kranüberfahrt (60 to + 40 to)

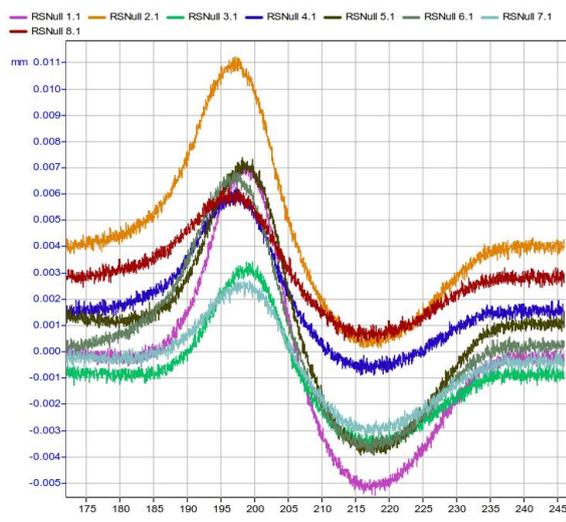


Bild 14 (rechts): Messergebnisse bei einer Kranüberfahrt (60 to + 40 to) im Schritttempo

### 3.2 Beispiel 2: Brücke über die Friedrich-Ebert-Straße in Duisburg-Beek

Die Überführung der A42 über die L287 (Friedrich-Ebert-Straße) in Duisburg wurde 1980 in 3 Bauabschnitten mit vollgestoßenen Spanngliedern (100%-Stoß) je Richtungsfahrbahn errichtet. Die Einzelstützweiten der insgesamt 127 m langen Brücke variieren zwischen 17,70 m und 38,10 m. Aufgrund des Erhaltungszustands und verschiedener Defizite bei der statischen Nachrechnung wurde die Brücke umfassend instandgesetzt und mit einer externen Vorspannung verstärkt. Zusätzlich wird das Rissöffnungsverhalten der Koppelfugen mit einer Monitoringanlage bestehend aus 26 Temperatursensoren und 18 Wegaufnehmern überwacht.

Beide Monitoringanlagen laufen seit dem Winter 2016/2017. Bis Ende April 2017 konnten keine Öffnungen der Koppelfugen festgestellt werden, die reale Ermüdungsbeanspruchung kann für diesen Zeitraum also vernachlässigt werden. Eine erste Beurteilung des Fugenverhaltens kann allerdings erst nach Durchlaufen der Sommerperiode erfolgen.

#### Verwendete Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Bericht über die Qualität, Dauerhaftigkeit und Sicherheit von Spannbetonbrücken in Deutschland, Vorlage an den Ausschuss für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung des Deutschen Bundestages, 2006
- [2] Buschmeier, W.; Roder, Chr.; Gusia, P. J.: Erfahrungen bei der Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonbrücken. Bautechnik 86 (2009) 3, 133–141
- [3] Iványi, G., Buschmeier, W. Arbeitsfugen mit Spanngliedkopplungen älterer Spannbetonbrücken, Teil I: Beurteilung des Erhaltungszustands, Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen der Universität Essen, 2001
- [4] Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten, Bundesanstalt für Straßenwesen, 1998
- [5] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), 2011
- [6] Zilch, K, Weiher, H., Gläser, C.: Monitoring im Betonbau, Beton-Kalender 2009, Ernst & Sohn 2009.
- [6] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), 2011
- [7] Zilch, K, Zehetmaier, G., Gläser, C.: Ermüdungsnachweis bei Massivbrücken, Beton-Kalender 2004, Ernst & Sohn 2004.